

# **PRESIONES DE TIERRA SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN CONDICIONES DE SUELOS INESTABLES**

**ING. JAIME SUAREZ DIAZ**

Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga

**ING. DIEGO COBOS ROA**

Geotecnología Ltda. Bucaramanga

## **RESUMEN**

En una gran cantidad de situaciones, las presiones reales sobre las estructuras de contención son muy superiores a las presiones activas o de reposo calculadas por los sistemas tradicionales de Rankine o de Coulomb.

Esta es la situación de la presencia de zanjas para ductos de servicios públicos arriba del muro, la colocación de rellenos detrás de las estructuras, los muros en suelos con discontinuidades, la presencia de mantos de suelos blandos o poco resistentes y las estructuras para la contención de deslizamientos o movimientos de un talud.

Se recomienda realizar el cálculo de presiones sobre las estructuras utilizando modelaciones mediante programas comerciales de elementos finitos, los cuales permiten modelar la condición real del suelo y realizar evaluación más real y confiable.

## INTRODUCCION

Cuando un ingeniero va a diseñar una estructura de contención, se enfrenta al problema de determinar la magnitud de las presiones o fuerzas que el suelo ejerce sobre la estructura. Los textos de mecánica de suelos presentan algunas alternativas de cálculo de presiones de tierras, presiones activas, presiones pasivas y presiones de reposo, todas ellas dependientes del valor de un ángulo de fricción, el cual en ocasiones se obtiene en el laboratorio o se recomienda en el estudio geotécnico y en otras se supone porque no existe información alguna. Los parámetros de elasticidad, plasticidad y comportamiento esfuerzo-deformación del suelo no son tenidos en cuenta.

En los casos de muros sencillos en suelos competentes el muro se construye y se comporta eficientemente, pero en muchas ocasiones los muros han fallado o se han presentado problemas de movimiento o agrietamiento.

Surge la pregunta : ¿en dónde se cometió un error?.

En el ejercicio profesional, en suelos producto de situaciones geológicas complejas como suelos residuales o depósitos en condiciones tropicales, se ha detectado que la magnitud de las fuerzas reales puede ser mayor que la calculada mediante procedimientos tradicionales. La ocurrencia de presiones con magnitud muy superior a las presiones activas calculadas ha sido reportada por varios autores (Kormornik, 1977).

La problemática tiene relación directa con que en la mayoría de los casos no tenemos en cuenta para el cálculo las características geológicas y geotécnicas de los sitios donde se va a construir el muro. El procedimiento de evaluar las presiones de tierra con base en un ángulo de fricción sin tener en consideración otros elementos geológicos o geotécnicos, ha conducido a grandes fallas.

El objetivo del presente documento es el de indicar algunos procedimientos que se pueden utilizar para determinar la magnitud de las presiones y fuerzas sobre estructuras de contención, teniendo en cuenta las discontinuidades de origen geológico o antrópico.

## ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Este es el caso típico que presentan la mayoría de textos de geotecnia. Generalmente las presiones y fuerzas sobre el muro se calculan utilizando los criterios de “análisis de equilibrio límite” propuestos por Rankine y por Coulomb.

Se supone que ocurre un desplazamiento del muro cuyo valor varía entre 0.001 H y 0.003 H y este desplazamiento induce una condición de falla sobre una superficie recta, la cual forma un ángulo de  $45^\circ + \phi / 2$  con la horizontal (US Army corps of engineers, 1994).

El resultado es una presión activa la cual genera una fuerza que se calcula utilizando la expresión:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma' \frac{1}{\text{sen} \theta \cos \delta} K_A h^2$$
$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi) \cos \delta}{\text{sen} \theta \text{sen}(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

Este criterio es el más utilizado universalmente para el diseño de muros.

## Presiones de reposo

En algunas ocasiones se diseña sobre la base de que no se produce la presión activa sino una presión de reposo, suponiendo que no ocurre movimiento alguno en el muro.

La presión de reposo generalmente se calcula en forma empírica, utilizando un coeficiente de presión de reposo  $K_o$ , el cual de acuerdo a Jaky (1944) se puede obtener de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')(1 + \text{sen } \beta)$$

Generalmente las presiones y fuerzas de reposo tienen un valor significativamente superior al de presión activa.

Si se realiza un cálculo sencillo con el único objetivo de comparar los resultados para objeto del presente documento, se obtienen los siguientes valores de fuerza total activa y fuerza de reposo para el ejemplo de la figura 1.

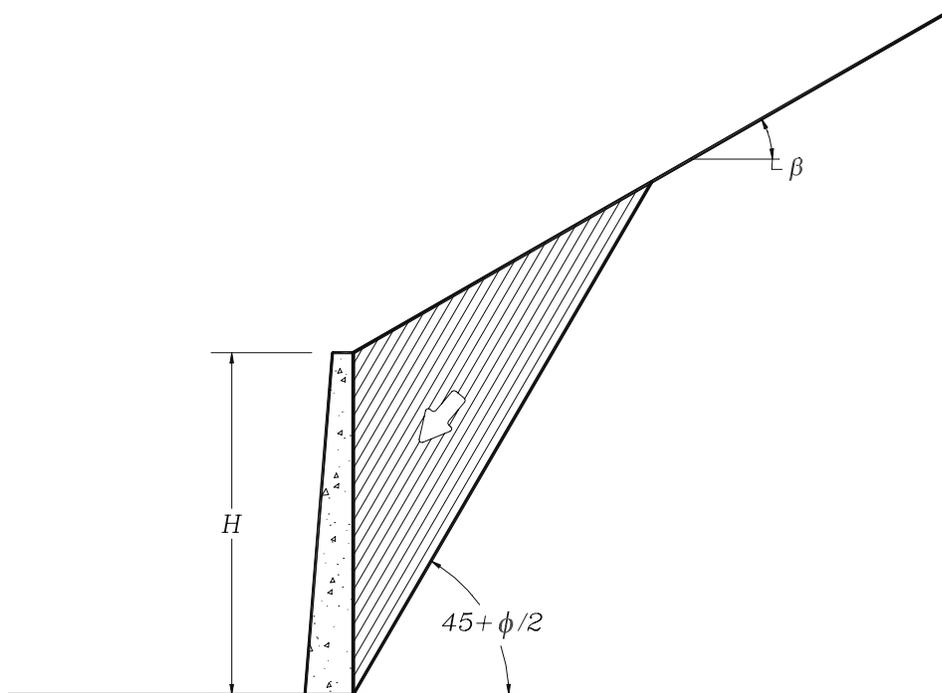


Figura 1. Procedimiento esquemático para el cálculo de presiones y fuerzas activas y de reposo, utilizando los criterios de análisis de equilibrio límite.

Ejemplo:  $\phi = 36^\circ$   $\gamma = 1.80 \text{ Ton/m}^3$   $H = 5.0 \text{ m}$   $\beta = 30^\circ$

Fuerza total activa = 9.18 ton/m. Fuerza total de reposo = 13.90 ton/m

Como se observa, las fuerzas de reposo son significativamente superiores a las activas.

## **Uso de presiones de reposo para el diseño estructural**

Según el U.S. Army Corps of Engineers (1994), existen muchas razones para recomendar que los muros se diseñen para presiones de reposo.

En la mayoría de los muros las estructuras de retención son rígidas e involucran factores de seguridad, lo cual hace que el muro no se deforme y las presiones sean mayores que las activas. Los muros cimentados sobre materiales con características de deformación menores que el material detrás del muro generalmente, no generan presiones activas sino presiones de reposo.

Experimentos han demostrado que aunque en el inicio de la construcción del muro se desarrollan presiones activas, con el tiempo las presiones adquieren valores de reposo (Matsou, Kenmochi y Yagi, 1978). Esta situación se cumple tanto para suelos arenosos como arcillosos.

Casagrande (1973), explicó cómo al compactar el relleno detrás del muro se producen presiones muy superiores a las presiones activas y lo mismo ocurre por efectos de mediano y largo plazo relacionados con vibraciones debidas al tránsito vehicular, fluctuaciones del nivel de agua y cambios de temperatura.

El U.S. Army Corps of Engineers (1994) va aún más allá y recomienda que cuando se requiere una compactación muy fuerte del suelo de relleno detrás del muro la estructura se diseñe para presiones “superiores” a la presión de reposo.

### **Efectos del tipo de suelo**

Los suelos granulares sin discontinuidades de origen geológico o antrópico se comportan generalmente en forma muy similar a la supuesta en los modelos de equilibrio límite, y para estos suelos los cálculos mediante los sistemas de Rankine y de Coulomb son confiables.

En suelos arcillosos las propiedades son difíciles de predecir y las presiones de tierra están relacionadas con la respuesta de la presión de poros, la cual cambia con el tiempo en un proceso de carga del muro. Se requiere entonces un análisis a corto plazo y otro a largo plazo.

Inmediatamente después de construido el muro las presiones son relativamente bajas con gran influencia de la cohesión y las presiones aumentan con el tiempo. A largo plazo la cohesión influye muy poco sobre las presiones de tierras.

Para arcillas sobreconsolidadas y para arcillas expansivas las presiones son muy superiores a las calculadas por sistemas de equilibrio límite (Brooker and Ireland, 1965).

La gran mayoría de las fallas de muros reportadas en la literatura corresponden a suelos arcillosos (Ireland, 1964). De estas fallas en el 19% de los casos falló internamente la estructura y en el 78% de los casos se movió todo el muro (Tcheng y Iseux, 1972).

### **Uso de un factor K para suelos plásticos**

En suelos plásticos el valor de la presión de tierras tiende a valores por encima de la presión de reposo. Para tener en cuenta este efecto algunos autores (Massarsch, 1979) (Brooker and Ireland, 1965) recomiendan utilizar un coeficiente K empírico el cual depende del índice plástico.

$$K = 0.4 + 0.007(IP) \text{ Para IP entre 0 y 40\%}$$

$$K = 0.64 + 0.001(IP) \text{ Para IP entre 40 y 80 \%}$$

### **Uso del factor de movilización de resistencia (Strength Mobilization Factor)**

Para diseño estructural de muros de contención algunos autores recomiendan calcular la fuerza activa obtenida mediante la ecuación de Coulomb multiplicando los parámetros de resistencia  $\phi$  y  $c$  por un factor de movilización de resistencia menor de 1.0 .

Este procedimiento puede equivaler a la utilización de presiones de reposo dependiendo del valor utilizado de SMF. Generalmente se recomienda un SMF de 2/3 (U.S. Army Corps of Engineers-1994).

### **Uso de Parámetros residuales de resistencia**

Un procedimiento utilizado por algunos ingenieros es el de calcular las presiones sobre estructuras de contención utilizando los parámetros  $\phi$  y  $c$  correspondientes a la resistencia residual del suelo, o sea a la resistencia después de la falla. Este procedimiento evita la utilización de una resistencia del suelo que puede disminuir con el tiempo, utilizando presiones de tierra superiores a las calculadas con los parámetros de resistencia máxima o resistencia pico.

### **Utilización de las presiones pasivas**

El U.S. Army Corps of Engineers (1994) recomienda en lo posible no tener en cuenta las presiones pasivas en el diseño de un muro, a menos que la profundidad de empotramiento de la cimentación sea muy grande. En el mejor de los casos se podría utilizar en la pared pasiva del muro una presión de reposo, la cual no debe exceder la mitad de la presión pasiva calculada.

### **ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS**

Los modelos de elementos finitos se han popularizado en los últimos años y en un número importante de proyectos se han calculado las presiones sobre estructuras utilizando estos programas.

Goh (1993) fue uno de los primeros en proponer que las presiones de tierras se calculen en forma permanente, mediante la utilización de elementos finitos y encontró que para

situaciones típicas de suelos estables las presiones activas deben ser similares a las de presión de reposo para muros lisos y un valor intermedio utilizando un  $K = 0.5 (K_a + K_o)$  para muros rugosos.

Actualmente existe en el mercado una variedad de programas de software comerciales, los cuales facilitan la determinación de los esfuerzos mediante un sistema de esfuerzo – deformación. Cada programa de elementos finitos utiliza un sistema o código el cual permite modelar las propiedades de esfuerzo-deformación y resistencia del suelo. Mediante la modelación del suelo y el muro suponiendo un movimiento determinado del muro, se obtienen las presiones y fuerzas sobre la estructura de contención.

El modelo más sencillo supone que el suelo se comporta con el esquema de Mohr-Coulomb. En este caso se utilizan las siguientes propiedades del suelo o suelos:

$E$  = módulo de elasticidad

$\nu$  = relación de Poisson

$\phi$  = ángulo de fricción

$c$  = cohesión

$\psi$  = ángulo de dilatancia

Modelos más complejos permiten incluir además las propiedades de consolidación del suelo y/o los efectos de viscosidad. También se pueden modelar las grietas de tensión incluyendo la resistencia a la tensión del suelo.

Para la mayoría de los casos de diseño de estructuras de contención se puede utilizar el modelo de Mohr-Coulomb.

La calidad de los códigos es muy buena y se pueden modelar una gran cantidad de situaciones geológicas.

Para objeto del presente documento se van a presentar los modelos de algunas situaciones y se calculan las fuerzas sobre los muros utilizando el programa PLAXIS.

Siguiendo con el ejemplo indicado anteriormente, se realiza un nuevo cálculo para una situación muy similar de suelo a la utilizada por el método de “análisis de equilibrio límite” y se obtienen los siguientes resultados:

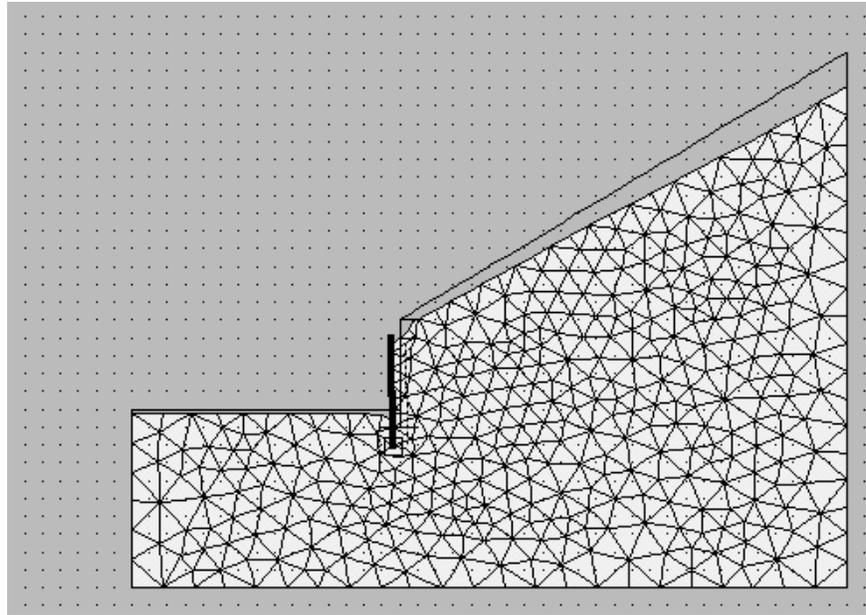


Figura 2a. Malla de elementos finitos deformada.

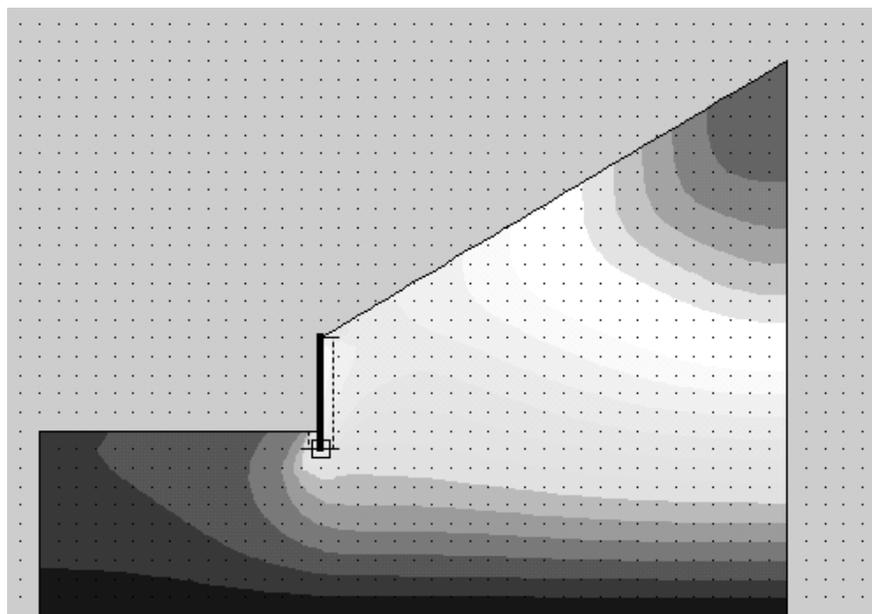


Figura 2b. Trayectorias principales de desplazamientos en el modelo.

Ejemplo: Procedimiento esquemático para el cálculo de presiones y fuerzas activas y de reposo para un suelo similar al utilizado en el ejemplo de la figura 1, utilizando modelo de esfuerzo-deformación mediante elementos finitos.

$$E = 1500 \text{ Ton/m}^2 \quad \nu = 0.30 \quad \phi = 36^\circ \quad c = 0.01 \text{ Ton/m}^2 \quad \psi = 0^\circ \quad \gamma = 1.80 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Fuerza total activa} = 11.3 \text{ ton/m} \quad \text{Fuerza total de reposo} = 16.5 \text{ ton/m}$$

La diferencia está influenciada en forma determinante por la suposición de propiedades las cuales no tienen relación entre los dos ejemplos, aunque se trató de utilizar las propiedades correspondientes al mismo suelo.

En la mayoría de los análisis que se han realizado, las presiones calculadas mediante elementos finitos son superiores a las calculadas por el método de equilibrio límite. Sin embargo en suelos muy rígidos, con módulos de elasticidad muy grandes como es el caso de los suelos de la Meseta de Bucaramanga, las presiones obtenidas mediante elementos finitos son menores.

### **Caso de presencia de excavaciones o redes de servicios**

Las dificultades de cálculo se presentan cuando el suelo detrás del muro no es un suelo típico estable y/o la estructura de contención no es una estructura convencional rígida.

Se presenta un primer ejemplo de las presiones sobre el muro, si existe una excavación para redes de servicios arriba del muro la cual se rellena con un material suelto.

En este caso no se puede realizar el cálculo de la presión activa o de reposo utilizando las fórmulas tradicionales de Rankine o de Coulomb y se requiere emplear un método que modele la situación creada por la zanja.

Trabajando con un ejemplo similar al indicado anteriormente pero colocando la zanja y realizando un análisis de esfuerzo-deformación por medio de elementos finitos, se obtienen los siguientes resultados:

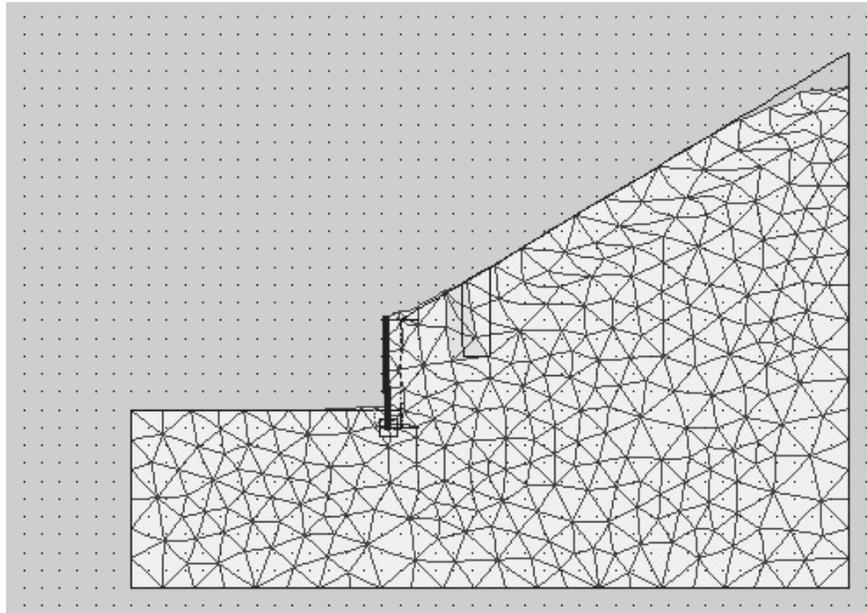


Figura 3a. Malla de elementos finitos deformada.

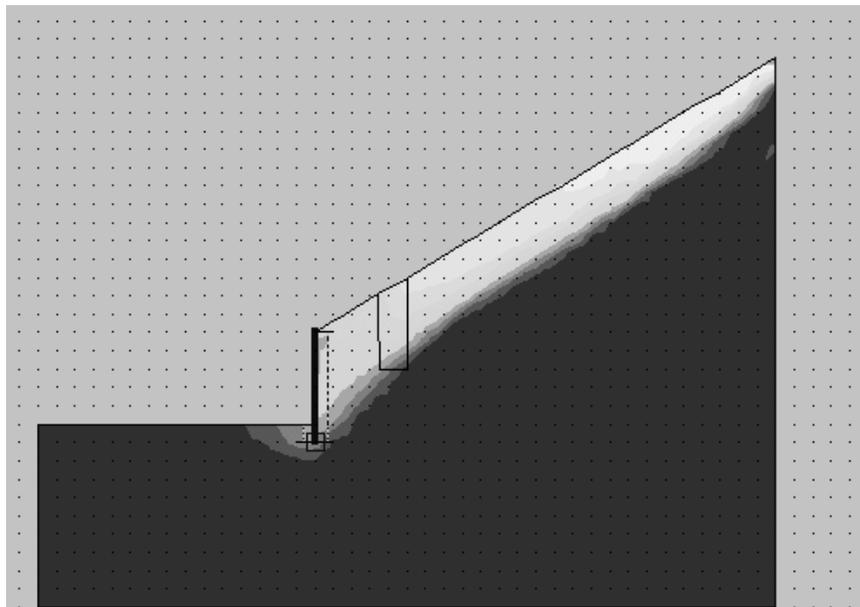


Figura 3b. Trayectorias principales de desplazamientos dentro del modelo.

Ejemplo: Procedimiento esquemático para el cálculo de presiones y fuerzas activas y de reposo para el caso de una zanja de servicios utilizando modelo de esfuerzo-deformación mediante elementos finitos.

$E =$  Suelo natural : 1500 Ton/m<sup>2</sup>; Material de relleno : 100 Ton/m<sup>2</sup>

$\nu =$  Suelo natural: 0.30 ; Material de relleno: 0.30

$\phi =$  Suelo natural: 36° ; Material de relleno: 15°

$c =$  Suelo natural: 0.01 Ton/m<sup>2</sup> ; Material de relleno : 0.01 Ton/m<sup>2</sup>

$\psi = 0^\circ$   $\gamma =$  Suelo natural : 1.80 Ton/m<sup>3</sup> ; Material de relleno : 1.40 Ton/m<sup>3</sup>

Fuerza total activa = 13.6 ton/m. Fuerza total de reposo = 17.17 ton/m

La zanja de servicios trata de generar un deslizamiento.

Como puede observarse la construcción de una zanja para servicios arriba del muro puede aumentar en forma significativa las presiones sobre el muro de contención.

### **Caso de suelos estratificados con buzamiento hacia el muro**

Es muy común en suelos residuales y en ocasiones en suelos de origen aluvial, la presencia de estratos de suelos blandos, buzando hacia el talud.

Este es el caso por ejemplo de un muro en un depósito lacustre o en una formación de cenizas volcánicas sobre flujos de lodo.

Efectuando un cálculo por medio de elementos finitos para un caso general, se obtienen las siguientes fuerzas:

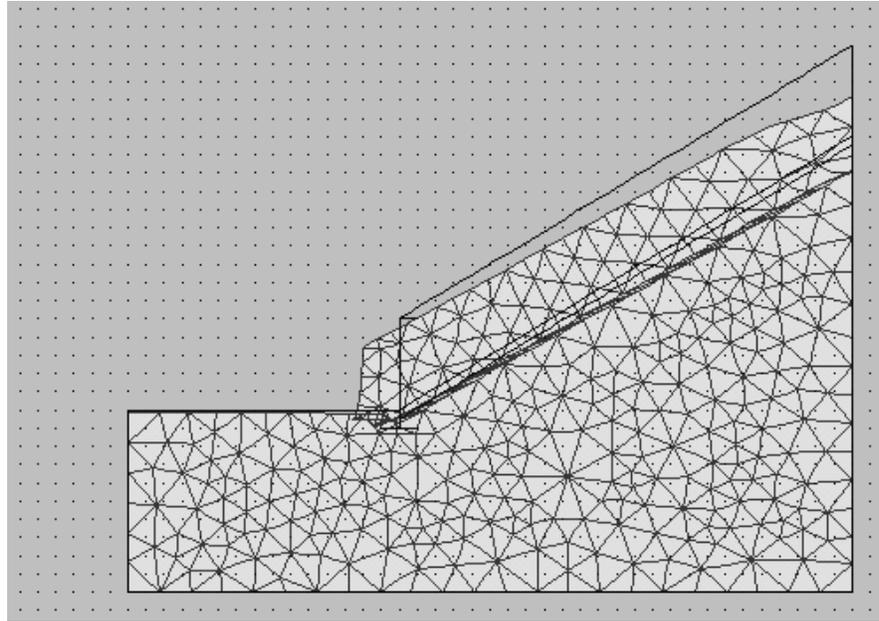


Figura 4a. Malla de elementos finitos deformada.

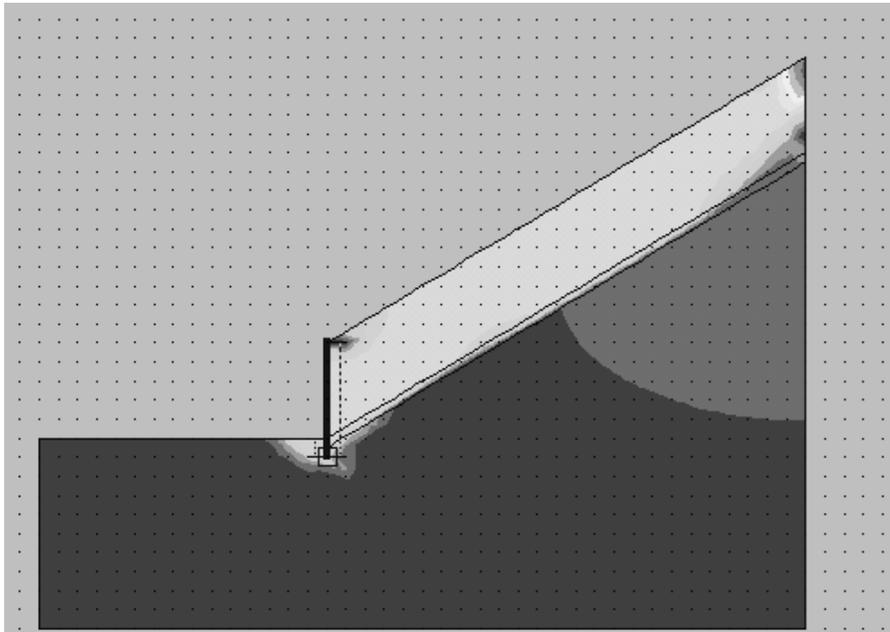


Figura 4b. Trayectorias principales de desplazamientos dentro del modelo.

Ejemplo: Procedimiento esquemático para el cálculo de presiones y fuerzas activas y de reposo para el caso de presencia de un manto de suelo blando o poco resistente buizando hacia el muro, utilizando modelo de esfuerzo-deformación mediante elementos finitos.

$E =$  Estrato superior: 1500 Ton/m<sup>2</sup>; Estrato inferior : 200 Ton/m<sup>2</sup>

$v =$  Estrato superior: 0.30 ; Estrato inferior: 0.30

$\phi =$  Estrato superior: 36° ; Estrato inferior: 15°

$c =$  Estrato superior: 0.01 Ton/m<sup>2</sup> ; Estrato inferior : 0.1 Ton/m<sup>2</sup>

$\psi = 0^\circ$

$\gamma =$  Estrato superior: 1.80 Ton/m<sup>3</sup> ; Estrato inferior : 1.60 Ton/m<sup>3</sup>

Fuerza total activa = 17.35 ton/m

Fuerza total de reposo = 21.48 ton/m

Esta situación se ha presentado en muchas ocasiones en Colombia y se conoce de una gran cantidad de estructuras de contención que han fallado al presentarse mantos de estratos blandos o poco resistentes en el suelo detrás del muro.

### **Caso de deslizamientos activos**

En deslizamientos activos la situación es aún más grave debido a que ya se han producido movimientos o se están generando desplazamientos en el suelo, los cuales aumentan en forma extraordinaria los valores de las fuerzas activas o de reposo.

En este caso se pueden realizar dos tipos de análisis. El primero utilizando los criterios de estabilidad de taludes (por ejemplo los métodos de Bishop o de Janbú), los cuales involucran un análisis de equilibrio límite suponiendo una serie de superficies de falla, y el segundo modelando el deslizamiento mediante elementos finitos.

En el caso del cálculo mediante elementos finitos se obtiene el siguiente resultado:

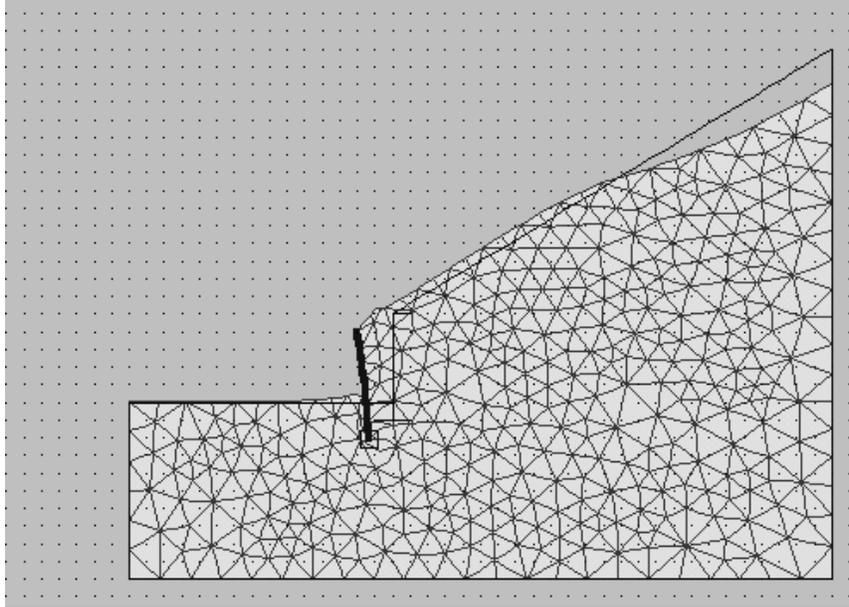


Figura 5a. Malla de elementos finitos deformada.

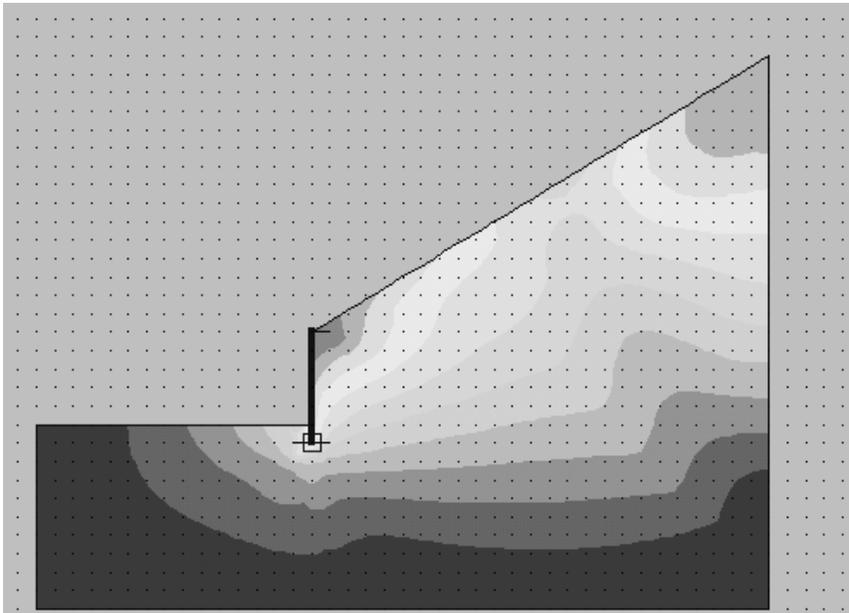


Figura 5b. Trayectorias principales de desplazamientos dentro del modelo.

Ejemplo: Procedimiento esquemático para el cálculo de presiones y fuerzas activas para el caso de un deslizamiento activo, utilizando modelo de esfuerzo-deformación mediante elementos finitos.

$$E = 1000 \text{ Ton/m}^2 \quad \nu = 0.30 \quad \phi = 30^\circ \quad c = 0.01 \text{ Ton/m}^2 \quad \psi = 0^\circ \quad \gamma = 1.60 \text{ Ton/m}^3$$

Fuerza total = 45 ton/m

El suelo alterado trata de fluir involucrando la totalidad del muro.

Como se observa en los análisis mediante elementos finitos, en la mayoría de los casos las fuerzas o presiones sobre las estructuras de contención son muy superiores a las obtenidas mediante los criterios tradicionales de Rankine o de Coulomb.

## **CONCLUSIONES**

Los sistemas tradicionales de análisis de equilibrio límite utilizados para el cálculo de presiones o fuerzas sobre estructuras de contención presentan valores razonables en el caso de que los suelos sean granulares, homogéneos, isotrópicos y de buenas calidades de resistencia y compresibilidad.

Cuando se presentan condiciones de suelos arcillosos, o suelos no homogéneos, anisotrópicos, o cuando existen discontinuidades geológicas o de origen antrópico, las fuerzas calculadas mediante los sistemas tradicionales pueden ser muy inferiores a las fuerzas reales que actúan sobre las estructuras.

Una gran cantidad de fallas de estructuras de contención se han producido debido a que se han utilizado procedimientos de cálculo de presiones y fuerzas, los cuales no modelaban la situación real del suelo detrás del muro.

Los sistemas de cálculo de presiones y fuerzas sobre estructuras de contención utilizando sistemas de esfuerzo-deformación, mediante la implementación de modelos de elementos finitos generalmente presentan resultados mucho más confiables, acordes a la realidad del comportamiento del suelo.

## REFERENCIAS

Brooker, E.W., and Ireland, H.O. (1965). "Earth Pressures At-Rest Related to Stress History" Canadian Geotechnical Journal, Vol 2, No. 1, pp 1-15.

Casagrande, L. (1973). "Comments of Conventional Design of Retaining Structures", Journal, Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol 99, No. SM 2. pp 181-197.

Goh, A.T.C., (1993). "Behavior o Cantilever Retaining Walls". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol 119, no. 11, pp 1751-1770.

Ireland, H.O. (1964). "Design and Construction o Retaining Walls". Design of Structures to Resist Earth Pressure, Soil Mechanics Lecture Series, Department of Civil Engineering, Illinois Institute o Technology, Chicago.

Kormornik A., (1997). "Consideration of special conditions in retaining wall designs". Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Harmburg, pp 2305-2307.

Massarsch, K.P. (1979). "Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clays", Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England, Vol 2, pp 245-249.

Matsou, M., Kenmochi S., and Yagi, H. (1978). "Experimental Study on Earth Pressure of Retaining Wall by Field Tests", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, No. 3, pp 27-41.

Tcheng, Y., and Iseux , J. (1972). "Essais de butee en Vraie Grandeur et Constraints Engendrees par une Surcharge Rectangulaire sur un mur Vertical". Proceedings, 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid.

U.S. Army Corps of engineers, (1994). "Retaining and flood walls". Technical engineering and design guides No. 4. American Society of Civil Engineers.